

진동시험에 의한 방파제 케이슨의 동특성 평가 및 수치해석 모델의 검증

Evaluation of Vibration Characteristics of Caisson-Type Breakwater Using Impact Vibration Tests and Validation of Numerical Analysis Model

이진학* · 박우선** · 이소영*** · 김정태**** · 서춘교*****

Jin-Hak Yi*, Woo-Sun Park**, So-Young Lee***, Jeong-Tae Kim**** and Choon-Gyo Seo*****

요지 : 이 연구에서는 대형 항만시설물인 방파제 케이슨에 대한 진동특성 분석을 위한 충격진동시험 적용 결과를 분석하고, 그 결과를 유체-구조물-지반 상호작용을 고려한 수치해석 결과와 비교하여 수치해석 모델의 적용 가능성을 검토하였다. 천단고를 높이기 이전의 오륙도 방파제에 대한 실험결과와 최근 천단고를 높인 이후의 방파제에 대한 실험결과와 비교하여 천단고를 높임으로써 고유주파수가 1.7-4.3% 감소되었음을 알 수 있었고, 수치해석 결과에서도 고유주파수가 감소되는 것으로 분석되어 진동시험 및 수치해석의 합리성을 검증할 수 있었다.

핵심용어 : 충격진동시험, 유체-구조물-지반 상호작용, 케이슨 방파제, 고유주파수

Abstract : In this study, impact vibration tests are applied to analyze the vibration characteristics of caisson-type breakwater, and the results obtained from vibration tests are compared with numerical simulation results considering fluid-soil-structure interaction effects to verify the feasibility of a numerical analysis model. It is found that natural frequencies are reduced as amount of 1.7-4.3% after additional parapet structure is added to increase the height of breakwater, and the same results was observed from the numerical simulation study. Through the comparison, it was verified that the vibration tests and numerical simulation study can be applied to evaluate the vibration characteristics of caisson-type breakwater.

Keywords : impact vibration tests, fluid-structure-soil interaction, caisson-type breakwater, natural frequency

1. 서 론

최근 태풍 불라벤을 비롯하여 태풍 산바 등 주요 태풍이 우리나라에 많은 피해를 입힌 바 있으며, 특히 고파랑으로 인하여 수많은 소파블록이 유실되는 등 항만에서도 큰 피해가 발생한 바 있다. 이와 같이 방파제 및 안벽 등의 항만시설물 설계와 관련하여 최근 몇 년 동안 설계 기준을 초과하는 바람 및 파도가 발생함에 따라 이를 고려하여 설계 풍속 및 설계파고 등을 개정한 바 있으며, 이러한 설계 기준의 개정은 항후에도 변화된 환경을 고려하여 지속적으로 검토될 것으로 판단된다. 신규 시설물은 개정된 설계 기준을 따라 설계 및 시공될 것이며, 기존 설계 기준에 의하여 건설된 항만시설물은 새롭게 개정된 설계 기준에 대한 성능 만족 여부를 평가하고, 필요한 경우 적절한 수준의 보수 및 보강을 해야 할 것

이다. 이와 같은 성능 평가를 위하여, 기존 도면을 이용하여 계산으로 개정된 설계 기준에 대한 만족 여부를 평가할 수 있으나, 도면이 유실되었거나 혹은 오랜 사용에 따른 노후화 등으로 인하여 현재 상태를 정확하게 반영하기 어려운 경우에는 비파괴시험 또는 재하시험 등을 통하여 시설물의 성능을 평가할 수 있다. 이러한 비파괴시험 및 재하시험은 최근 항만 재개발 등과 관련하여 기존 항만시설물에 대한 재활용성을 평가하기 위해서도 적용 가능할 것으로 판단된다. 구조물 검사에는 여러 가지 방법이 있을 수 있으나, 이 연구에서 대상으로 하고 있는 케이슨 방파제 구조물과 같은 대형 시설물에 대한 평가는 주로 육안검사에 의존하고 있으며, 필요한 경우 비파괴시험을 병행하고 있다. 따라서 하중을 고려한 정량적인 평가를 위해서는 재하시험 등과 같이 일정한 수준의 하중에 대한 구조물의 응답을 계측하고 평가하는 것이 보다 합

*한국해양과학기술원 연안개발 · 에너지연구부 책임연구원 (Corresponding author : Jin-Hak Yi, Coastal Development and Ocean Energy Research Division, Korea Institute of Ocean Science and Technology, Ansan, Gyeonggi 426-744, Korea. Tel: 031-400-7811, Fax: 031-408-5823, yjh@kiost.ac)

**한국해양과학기술원 연안개발 · 에너지연구부 책임연구원 (Coastal Development and Ocean Energy Research Division, Korea Institute of Ocean Science and Technology)

***부경대학교 해양공학과 박사과정 (Department of Ocean Engineering, Pukyong National University)

****부경대학교 해양공학과 교수 (Department of Ocean Engineering, Pukyong National University)

*****한국전력기술 책임연구원 (Nuclear Division, KEPCO-ENC Company)

리적이라 할 수 있다. 그러나 재하시험의 경우 하중을 일정하게 가하여야 하는데, 케이슨 방파제와 같은 대형 시설물에 대한 일정한 하중 재하는 많은 비용과 시간을 필요로 하게 되며 대부분의 경우에는 수행이 어렵게 된다. 이와 같은 경우 최근 육상 시설물에 대해서 많은 연구가 진행되고 있는 진동 기반의 계측 및 성능 평가가 대안이 될 수 있을 것이다.

케이슨 방파제 구조물에 대한 진동시험과 관련된 기존 연구로 Gao 등(1988), Lamberti and Martinelli(1998)의 연구가 있으며, 국내에서도 한국해양연구원(현 한국해양과학기술원)에서 지난 2000년 부산 오륙도 방파제 케이슨에 대한 진동시험 관련 연구가 있다(한국해양연구원, 2001). 또한 케이슨 방파제는 아니지만 Boroschek 등(2011)은 잔교식 안벽 시설물에 대하여 상시진동실험과 강제진동실험을 수행하여 구조물의 진동특성을 규명한 바 있다. Gao 등(1988)은 중국 산동 지방의 신규 항만 케이슨 방파제에 대하여 6톤 용량의 가진기를 이용하여, 0-30 Hz 사이의 진동특성을 분석하였으며, 이를 통하여 3.8 Hz와 8.01 Hz의 고유주파수를 갖는 두 개의 강체 모드를 추출한 바 있다. 한편, Lamberti and Martinelli (1998)는 케이슨 방파제에 대한 신뢰성 기반 설계 연구인 PROVERBS 과제의 일환으로 이탈리아 Genoa Voltri와 Brindisi Punta Riso 등 두 개 항만의 케이슨 방파제에 대하여 2톤의 모래주머니와 100톤급 및 500톤급 예인선을 이용한 충격 진동실험을 수행하여 이들 방파제에 대한 동특성을 추출한 바 있다. 또한 이들은 추출된 고유주파수를 Oumeraci and Kortenhaus(1994)의 결과와 비교하여 두 값이 일치함을 보인 바 있다. 한편 이들의 연구에서 수평방향과 회전방향 모드가 서로 연관되어 있는 것으로 분석되었으며, 1차 모드는 1.4-1.8 Hz, 2차 모드는 2.3-3.6 Hz 사이에서 찾을 수 있음을 제시하였다. 잔교식 안벽에 대한 진동 실험을 통하여 동특성을 분석한 Boroschek 등(2011)은 칠레 중부 Ventanas 항의 안벽에 대하여 긴장 후 완화하는 강제진동시험(pull-back test)과 상시진동시험을 수행하였으며, 각각의 방법에 의한 동특성 추정 결과를 비교하여, 강제진동시험에 의한 구조물의 가속도 응답이 더 분명하고, 또한 1.6 Hz와 2.7 Hz에서 구조물의 진동 모드가 더욱 뚜렷하게 추정될 수 있었음을 제시하였다. 한편 강제진동시험에서 초기 긴장력의 크기에 따른 감쇠비 및 최대 변형 등을 함께 분석하였다. 지난 2000년 국내에서 실시한 오륙도 방파제에 대한 진동시험에서는 200톤 규모의 예인선을 방파제 직립면에 인위적으로 충돌시킴으로써 진동을 유발하였으며, 이러한 충격진동시험을 통하여 구조물의 가속도를 계측하고 이로부터 구조물의 1차, 2차 고유주파수를 분석한 바 있다. 또한 유체-지반-구조물 상호작용 해석을 통하여 수치적으로 구조물의 고유주파수를 분석하여, 이 두 결과가 잘 일치함을 보였고, 이를 통하여 기초 사석 등의 재료 이탈 및 강성 저하 등의 구조적 문제가 발생하지 않았음을 제시한 바 있다(한국해양연구원, 2001).

이 연구에서는 2000년에 수행한 진동시험 자료에 대하여

시간영역 실험모드해석 방법인 추계론적 부공간 규명법을 이용하여 진동특성을 보다 정밀하게 분석하였으며, 이를 통하여 케이슨 방파제 뒤채움 깊이에 따른 고유주파수 및 감쇠비 등의 진동특성을 비교하였다. 또한 2005년도에 신선대에 해군부두가 들어서면서 월파방지를 위하여 천단고를 4 m 추가적으로 높인 이후 구조물의 진동특성 변화를 추가적인 진동시험을 통하여 분석하고, 이를 천단고 변경 이전 결과와 비교하였다. 한편 이러한 실험적 진동특성 분석결과를 지반-구조물 상호작용 효과를 고려한 수치해석 결과와 비교함으로써 수치해석 모델의 유효성을 동시에 검토하고자 하였다.

2. 이론적 배경

2.1 실험적 진동특성 분석 방법

가속도 등의 구조물 응답자료만을 이용한 동특성 추정 방법에는 여러 방법이 있으며, 지난 2000년 연구에서는 주파수 영역 분해법을 적용한 바 있다(Brinker *et al.*, 2000; 한국해양연구원, 2001). 이번 연구에서는 좀 더 정밀한 분석을 위하여 시간영역 실험적 모드해석 방법 가운데 응답자료의 상관행렬을 요소로 가지는 블록 행켈 행렬을 이용하여 모드계수를 추정하는 추계론적 부공간 규명법을 적용하고자 하였으며(Peeters and de Roeck 1999), 이 방법은 아래의 식 (1)과 같은 추계론적 이산상태방정식으로 식 (2)의 상호상관행렬($\mathbf{R}(k)$)을 구하는 것으로 시작된다.

$$\mathbf{z}(k+1) = \mathbf{Az}(k) + \mathbf{w}(k) \quad (1)$$

$$\mathbf{y}(k) = \mathbf{Cz}(k) + \mathbf{v}(k)$$

$$\mathbf{R}(k) = \mathbf{E}[\mathbf{y}(k+m)\mathbf{y}(m)^T] \quad (2)$$

$$= \mathbf{CA}^{k-1}\mathbf{E}[\mathbf{z}(m+1)\mathbf{y}(m)^T] = \mathbf{CA}^{k-1}\mathbf{G}$$

여기서, $\mathbf{z}(k)$ 와 $\mathbf{y}(k)$ 는 각각 상태변수(state variable)와 관측 변수(observed variable)이며, $\mathbf{w}(k)$ 와 $\mathbf{v}(k)$ 는 서로 상관관계가 없는 랜덤 정규분포를 갖는 하중벡터와 관측변수에 대한 노이즈 벡터이다. 한편 \mathbf{A} , \mathbf{B} , \mathbf{C} 는 시스템 행렬이며, $\mathbf{G} \equiv \mathbf{E}[\mathbf{z}(m+1)\mathbf{y}(m)^T]$ 는 상태변수와 관측변수 사이의 상관행렬이다. 식 (2)와 같은 상호상관행렬을 요소로 갖는 블록 행켈 행렬을 식 (3)과 같이 구성하면, 이는 마지막 등호관계와 같이 가관측성 행렬(observability matrix)($\tilde{\mathbf{O}}_{n_1}$)과 확장 가제어성 행렬(extended controllability matrix)($\tilde{\mathbf{C}}_{n_2}$)로 분해할 수 있음을 알 수 있고, 이는 행켈 행렬을 Q-R 분해함으로써 실현(realization)할 수 있다.

$$\begin{aligned} \mathbf{H}_{n_1, n_2} &= \begin{bmatrix} \mathbf{R}_1 & \cdots & \mathbf{R}_{n_2} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \mathbf{R}_{n_1} & \cdots & \mathbf{R}_{n_1+n_2-1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{CG} & \cdots & \mathbf{CA}^{n_2-1}\mathbf{G} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \mathbf{CA}^{n_2-1}\mathbf{G} & \cdots & \mathbf{CA}^{n_1+n_2-2}\mathbf{G} \end{bmatrix} \\ &= \begin{bmatrix} \mathbf{C} \\ \vdots \\ \mathbf{CA}^{n_1-1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{G} & \cdots & \mathbf{A}^{n_2-1}\mathbf{G} \end{bmatrix} = \tilde{\mathbf{O}}_{n_1} \tilde{\mathbf{C}}_{n_2} \end{aligned} \quad (3)$$

여기서, 가관측성 행렬을 구하기 위하여 행렬 행렬을 특이치 분해하면 아래와 같이 구할 수 있고, 식 (4a)의 마지막 관계로부터 가관측성 행렬 $\tilde{\mathbf{O}}_{n_1}$ 를 식 (4b)에서와 같이 구할 수 있다.

$$\mathbf{H}_{n_1, n_2} = [\mathbf{U}_1 \quad \mathbf{U}_2] \begin{bmatrix} \Sigma_1 & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \Sigma_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{V}_1^T \\ \mathbf{V}_2^T \end{bmatrix} = \mathbf{U}_1 \Sigma_1 \mathbf{V}_1^T + \mathbf{U}_2 \Sigma_2 \mathbf{V}_2^T, \quad (4a)$$

$$\approx \mathbf{U}_1 \Sigma_1 \mathbf{V}_1^T \Leftrightarrow \tilde{\mathbf{O}}_{n_1} \tilde{\mathbf{C}}_{n_1} (\because \Sigma_2 \approx 0)$$

$$\therefore \tilde{\mathbf{O}}_{n_1} = \mathbf{U}_1 \Sigma_1^{1/2} \quad (4b)$$

최종적으로, 가관측성 행렬의 상부 첫 번째와 두 번째 블록으로부터 시스템 행렬 \mathbf{A} 와 \mathbf{C} 를 구할 수 있고(식 (3) 참조), 이로부터 이산상태방정식에 대한 고유주파수, 모드감쇠비, 모드형상 등의 모드계수는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\mathbf{A}\Psi = \mathbf{M}\Psi \quad (\mathbf{M} = \text{diag}(\mu_1, \dots, \mu_N) \text{ and } \Psi = [\Psi_1, \dots, \Psi_N]) \quad (5)$$

최종적으로 우리가 구하고자 하는 연속상태방정식의 고유치(λ_k), 고유진동수(ω_k)와 모드감쇠비(ζ_k) 및 계측 자유도에서의 실제 모드벡터(ϕ_k)는 아래와 같이 구할 수 있다.

$$\lambda_k = \frac{1}{\Delta t} \ln(\mu_k) \quad (6a)$$

$$\zeta_k = -\text{Re}(\lambda_k)/|\lambda_k| \quad (6b)$$

$$\omega_k = -\text{Im}(\lambda_k)/\sqrt{1 - \zeta_k^2} \quad (6c)$$

$$\phi_k = \mathbf{C}\psi_k \quad (6d)$$

2.2 수치해석적 진동특성 분석 방법

케이슨 방파제 구조물의 진동특성을 분석하기 위하여 다음 Fig. 1과 같은 유체-구조물-지반 상호작용을 고려한 동적해석을 수행하였다. 구조물과 균역지반의 경우 유한요소를, 원역지반의 경우 동적 무한요소를 적용하였다. 한편 유체의 경우, 전단강성이 없는 비접성 비압축성 유체요소와 유체 원역 경계에서의 접성 감쇠 등을 고려하여 모형화 하였다.

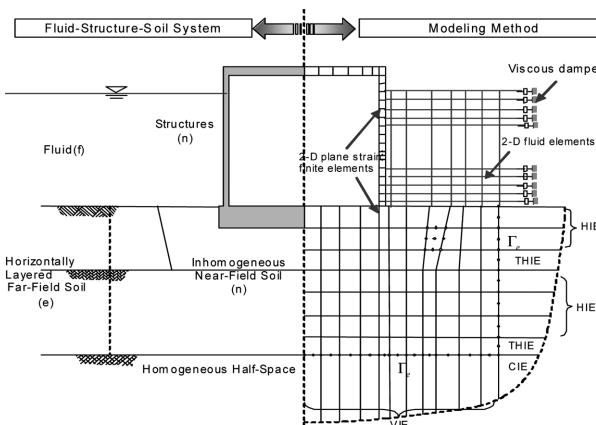


Fig. 1. Modeling of fluid-structure-soil interaction system.

우선 구조물과 균역지반의 동적강성행렬($\mathbf{S}^{SN}(\omega)$)은 2차원 평면변형 유한요소의 강성행렬(\mathbf{K}^{FE})과 질량행렬(\mathbf{M}^{FE})을 이용하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\mathbf{S}^{SN}(\omega) = (1 + i2h)\mathbf{K}^{FE} - \omega^2 \mathbf{M}^{FE} \quad (7)$$

여기서, $i = \sqrt{-1}$ 이고, h 는 이력감쇠비이며, ω 는 원주파수이다. 유한요소를 이용하여 구조물과 균역지반을 모형화하는 과정은 통상적인 유한요소해석과 동일하며, 다만 지반이 포화된 경우 포아송비가 0.5에 가까워 수치적 불안정성이 커질 수 있는데, 이를 해결하기 위하여 선택적 감차적분, B-bar 방법 또는 혼합정식화를 이용한 유한요소를 사용할 수 있으며, 이 연구에서는 체적 변형에 대한 잠김 현상(locking phenomenon)을 피하기 위하여 선택적 감차적분 방법을 사용하였고, 포화지반의 거동을 잘 모사할 수 있도록 하였다. 한편 원역지반의 동적강성행렬($\tilde{\mathbf{S}}^F(\omega)$)은 다음과 같이 동적무한요소의 강성행렬($\tilde{\mathbf{K}}^{IE}(\omega)$)과 질량행렬($\tilde{\mathbf{M}}^{IE}(\omega)$)을 이용하여 구성할 수 있다(양, 1992; 김, 1995; 김, 1999; 서, 2007).

$$\tilde{\mathbf{S}}^F(\omega) = (1 + i2h)\tilde{\mathbf{K}}^{IE}(\omega) - \omega^2 \tilde{\mathbf{M}}^{IE}(\omega) \quad (8)$$

여기서 동적무한요소의 강성행렬과 질량행렬은 다음과 같이 구할 수 있다(윤 등, 1997).

$$\tilde{\mathbf{K}}^{IE}(\omega) = \iint_{\Omega^{(e)}} \tilde{\mathbf{B}}^T(\omega) \mathbf{D} \tilde{\mathbf{B}}(\omega) dx dy \quad (9)$$

$$\tilde{\mathbf{M}}^{IE}(\omega) = \iint_{\Omega^{(e)}} \tilde{\mathbf{N}}^T(\omega) \rho \tilde{\mathbf{B}}(\omega) dx dy \quad (10)$$

여기서, $\tilde{\mathbf{B}}(\omega)$ 와 \mathbf{D} 는 각각 변형도-절점 변위 관계 행렬과 응력-변형도 관계 행렬로 유한요소법에서와 정의가 동일하고, ρ 는 밀도이며, $\tilde{\mathbf{N}}(\omega)$ 은 무한요소의 형상함수 행렬로서 복소 파동함수를 포함하고 있다. 원역 공간의 수평충상지반과 저면의 반무한지반에 대하여 각각 수평무한요소(HIE, Horizontal Infinite Element)와 수직무한요소(VIE, Vertical Infinite Element)를 적용하여 모형화 하였고, 모서리측 지반의 경우는 모서리 무한요소(CIE, Corner Infinite Element)를 적용하여 모형화 하였다. 한편, 전단강성이 없는 비접성인 압축성 유체의 동적평형방정식은 다음과 같다(Kim and Yun, 1997).

$$\mathbf{K}_f \nabla \nabla^T \mathbf{u}_f - \rho_f \ddot{\mathbf{u}}_f = 0 \quad \text{in } \Omega \quad (11)$$

여기서 \mathbf{u}_f 는 유체의 변위벡터이고, ρ_f 는 유체의 질량밀도이며, \mathbf{K}_f 는 유체의 체적계수를 나타낸다. 식 (11)을 경계조건 등을 적용하여 약형(weak form)으로 나타내면 다음과 같다.

$$\begin{aligned} \int_{\Omega} \{ \rho_f \mathbf{w}^T \ddot{\mathbf{u}}_f + \mathbf{K}_f (\nabla^T \mathbf{w}) (\nabla^T \mathbf{u}_f) \} d\Omega + \rho_f g \int_{\Gamma_f} (\mathbf{w}^T \mathbf{n}) (\mathbf{n}_g^T \mathbf{u}_f) d\Gamma \\ = - \int_{\Gamma_f} (\mathbf{w}^T \mathbf{n}) \bar{p} d\Gamma \end{aligned} \quad (12)$$

여기서, w 는 가중함수, \bar{p} 는 경계 상(T_p)에서의 압력, n 은 각각의 경계 상에서의 수직방향벡터이고, n_g 는 중력방향을 나타내는 벡터이며, g 는 중력가속도 값이다. 식 (12)에 유한요소법을 적용하여 행렬식으로 표현하면 다음과 같다.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{d}}_f + (\mathbf{K} + \mathbf{S})\mathbf{d}_f = \mathbf{f} \quad (13)$$

이 때, \mathbf{M} , \mathbf{K} , \mathbf{S} 는 각각 유체의 질량행렬, 체적변형과 관련된 강성행렬, 슬로싱(sloshing)과 관계된 강성행렬이며, \mathbf{f} 는 하중벡터이다. 유체를 사변형 4절점 변위형 유체요소로 고려하는 경우, 질량행렬과 강성행렬을 각각의 요소에서 평면변형 모드와 흔 모드의 중첩으로 아래와 같이 나타낼 수 있다.

$$\mathbf{K}^e = \mathbf{K}_0^e + \mathbf{K}_B^e, \quad \mathbf{M}^e = \mathbf{M}_0^e + \mathbf{M}_B^e \quad (14)$$

이 때, 흔 모드는 체적변형에 관계되는 유체요소의 정확성을 감소시키므로, 강성행렬 구성 시 (1×1) 감차적분을 적용하고, 질량행렬 구성 시 질량투영법(mass projection)을 사용하여 이러한 문제를 해결하고, 회전변위에 관련된 영에너지 모드는 비회전 운동조건을 벌칙 기법(penalty method)을 강제 적용하여 해결하였다. 결과적으로 사변형 4절점 변위형-유체요소의 강성행렬과 질량행렬은 다음과 같이 구한다.

$$\mathbf{K}^e = \mathbf{K}_0^e + \mathbf{K}_R^e, \quad \mathbf{M}^e = \mathbf{M}_0^e \quad (15)$$

위에서와 같이 구한 강성행렬 및 질량행렬 등을 이용하여 유체-구조물-지반 상호작용계의 충격하중에 의한 운동방정식은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\begin{bmatrix} \mathbf{S}_{ff}(\omega) & \mathbf{S}_{fn}(\omega) & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{S}_{nf}(\omega) & \mathbf{S}_{nn}(\omega) & \mathbf{S}_{ns}(\omega) & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{S}_{ss}(\omega) & \mathbf{S}_{ff}(\omega) & \mathbf{S}_{si}(\omega) & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{S}_{is}(\omega) & \mathbf{S}_{ii}(\omega) + \tilde{\mathbf{S}}_{ii}(\omega) & \tilde{\mathbf{S}}_{ie}(\omega) \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \tilde{\mathbf{S}}_{ei}(\omega) & \tilde{\mathbf{S}}_{ee}(\omega) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{d}_f(\omega) \\ \mathbf{d}_n(\omega) \\ \mathbf{d}_s(\omega) \\ \mathbf{d}_i(\omega) \\ \mathbf{d}_e(\omega) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{f}_n(\omega) \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{bmatrix} \quad (16)$$

여기서 아래첨자 f 는 유체영역, n 은 유체와 구조물의 경계면, s 는 경계면을 제외한 구조물과 근역지반, i 는 근역지반-원역지반(또는 유한요소-무한요소) 경계면, e 는 원역지반 만의 자유도를 나타내며, $\mathbf{S}(\omega)$ 와 $\tilde{\mathbf{S}}(\omega)$ 는 각각 유한요소와 무한요소에 의한 동적강성행렬을 나타낸다. 그리고 $\mathbf{f}_n(\omega)$ 는 구조물에 가해지는 하중벡터이다. 아울러 지반 외에 유체영역 역시 상류방향으로 에너지의 적절한 방사가 이루어져야 하는데, 이를 위하여 본 연구에서는 원역의 유체영역 경계에 점성감쇠기(viscous damper)를 적용하였다. 이때 점성감쇠장

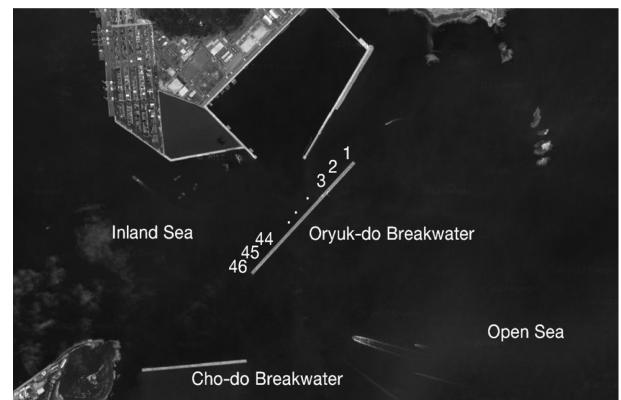
치의 감쇠계수 C_p 은 p-파의 전파속도(V_p), 질량밀도(ρ), 경과통계면의 면적(A)을 고려하여 다음과 같이 계산할 수 있다(Lysmer and Kuhlemeyer, 1969).

$$C_p = \frac{1}{2} \rho V_p A \quad (17)$$

3. 상시진동 및 충격진동 실험에 의한 구조물 동 특성 분석

3.1 적용 대상 구조물 재원 및 실험 개요

지난 2000년 오륙도 방파제 케이슨에 대한 정밀안전진단의 일환으로 진동기반의 구조물 건전성 평가를 실시한 바 있고(한국해양연구원, 2001), 당시 실험에서는 파도에 의한 응답을 이용하는 상시진동시험과 함께 예인선에 의한 충격진동시험을 동시에 수행하였다. 또한 방파제를 구성하는 총 46기의 케이슨에 대하여 연속한 3기의 케이슨을 하나의 그룹으로 묶고, 3개 케이슨 중 가운데 케이슨에 200톤급 예인선을 이용하여 충격을 가하여, 이로부터 3기 케이슨에 대한 진동을 계측하고, 그 특성을 평가하였다. 케이슨의 번호 및 세트별 해당 케이슨은 Fig. 2 및 Table 1과 같고, 케이슨 상부에 설치된 가속도계의 위치 및 계측 방향 등은 다음의 Fig. 3(a)와 같다. 한편 오륙도 방파제는 지난 2005년 천단고를 4 m 높



(a) Satellite map of Oryuk-do break water (present) and Caisson IDs



(b) Impact test by tugboat (KORDI, 2000)

Fig. 2. Location of target breakwater and impact vibration tests.

Table 1. Test cases and Caisson IDs

Test cases	Caisson IDs	Test cases	Caisson IDs
Case1	1 2 3	Case8	33 34 35
Case2	7 8 9	Case9	35 36 37
Case3	15 16 17	Case10	36 37 38
Case4	19 20 21	Case11	39 40 41
Case5	25 26 27	Case12	41 42 43
Case6	31 32 33	Case13	42 43 44
Case7	32 33 34	Case14	44 45 46

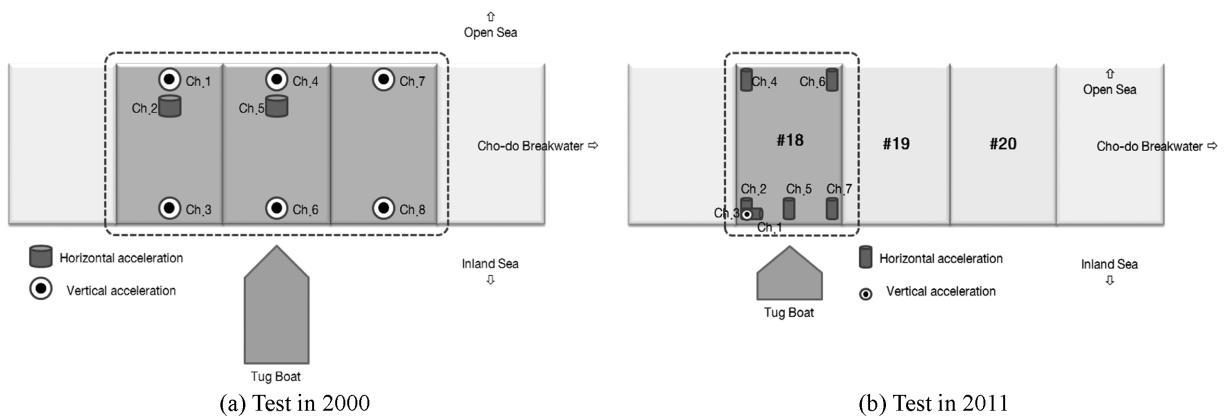
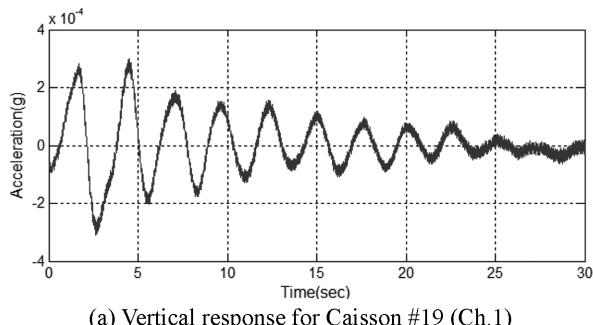
였으며 이와 같이 구조가 변경된 상태에서의 진동특성을 분석하기 위하여 지난 2011년 18번 케이슨에 대하여 소형 선박을 이용한 충격진동시험을 추가적으로 수행하였으며, 이때

의 가속도계 배치는 다음 Fig. 3(b)과 같다.

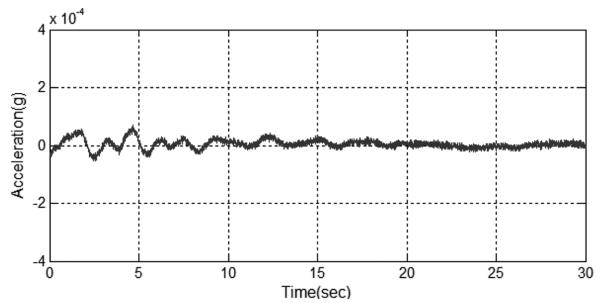
3.2 천단고 변경 이전 케이슨에 대한 진동실험 결과 분석

2011년 실험에서의 대상 케이슨(18번 케이슨)과 가장 인접한 Case 3과 Case 4에 대하여 충격진동시험에 의한 가속도 응답을 다음의 Fig. 4와 같이 정리하였다. Fig. 4(d)는 추계론적 부공간 규명법에 의한 실험모드해석 과정에서 고유주파수와 모드감쇠비를 구할 때 사용한 안정화도(stabilization chart)를 보여준 것이다. Fig. 4(d)에서 볼 수 있듯이 오류도 방파제 케이슨의 고유주파수는 1.5 Hz와 2.7 Hz 부근에서 찾을 수 있으며, 이번 연구 결과를 2001년 보고서에서 제시된 값과 함께 Table 2에서 제시하였다. 한편, 괄호 안의 값은 모드감쇠비를 나타낸다.

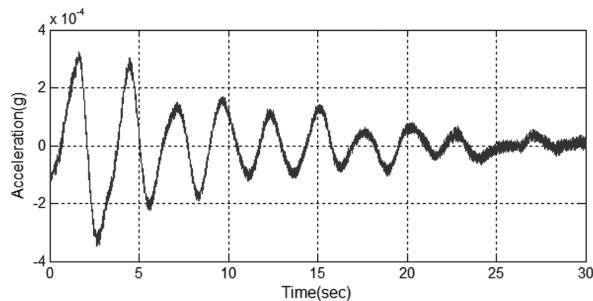
한편 동일한 크기의 케이슨 구조물인 Case 2-Case 13의 경

**Fig. 3.** Experimental setups.

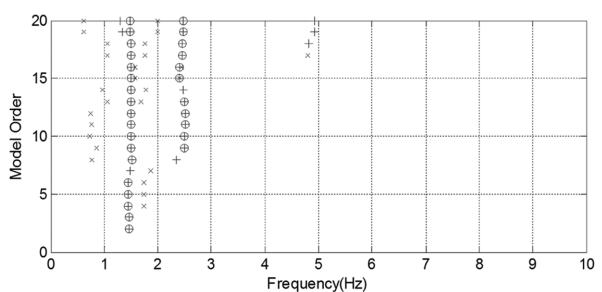
(a) Vertical response for Caisson #19 (Ch.1)



(b) Horizontal response for Caisson #19 (Ch.2)



(c) Vertical response for Caisson #20 (Ch.4)

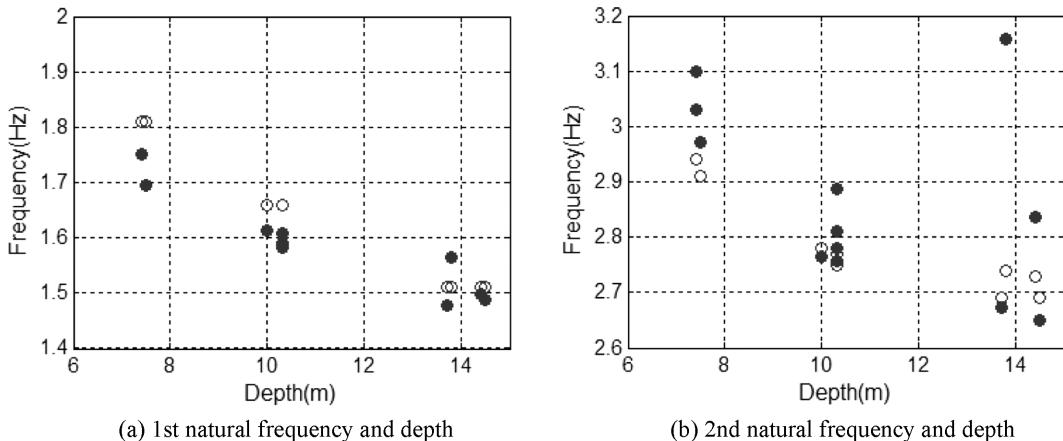
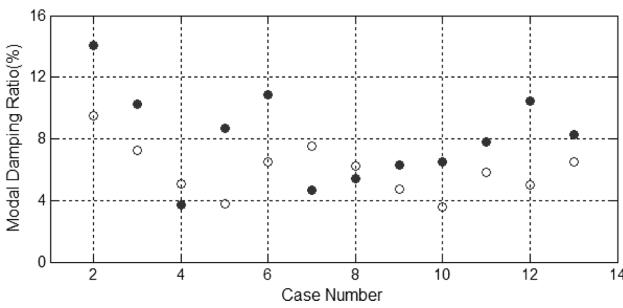


(⊕: stable, +: unstable, x: noise)

Fig. 4. Measured impact responses and stabilization chart.

Table 2. Identified and calculated natural frequencies for vibration tests in 2000 (Hz)

	Experimental analysis				Numerical analysis (KORDI, 2001)	Caisson size and depth of sand fill	
	FDD (KORDI, 2001)	SSI (Present study)	f_1	f_2		Size	Depth(m)
Case 1	2.02	2.57	1.982(0.524)	3.720(1.153)	2.02	A	11.5
Case 2	1.51	2.74	1.748(2.332)	3.351(5.910)	1.51	B	13.8
Case 3	1.51	2.73	1.499(0.867)	2.835(2.353)	1.51	B	14.4
Case 4	1.51	2.69	1.488(0.668)	2.651(0.955)	1.51	B	14.5
Case 5	1.51	2.69	1.477(0.621)	2.672(2.345)	1.51	B	13.7
Case 6	1.66	2.75	1.608(0.601)	2.886(8.941)	1.66	B	10.3
Case 7	1.66	2.77	1.586(0.946)	2.811(6.569)	1.66	B	10.3
Case 8	1.66	2.78	1.582(0.455)	2.758(1.698)	1.66	B	10.3
Case 9	1.66	2.78	1.590(0.362)	2.781(3.680)	1.66	B	10.3
Case 10	1.66	2.78	1.613(0.632)	2.765(4.194)	1.66	B	10.0
Case 11	1.81	2.91	1.695(0.254)	2.972(2.195)	1.81	B	7.5
Case 12	1.81	2.94	1.750(0.309)	3.031(11.16)	1.81	B	7.4
Case 13	1.81	3.03	1.752(2.526)	3.510(3.788)	1.81	B	7.4
Case 14	2.10	2.56	1.957(0.413)	4.122(4.316)	2.10	A	5.0

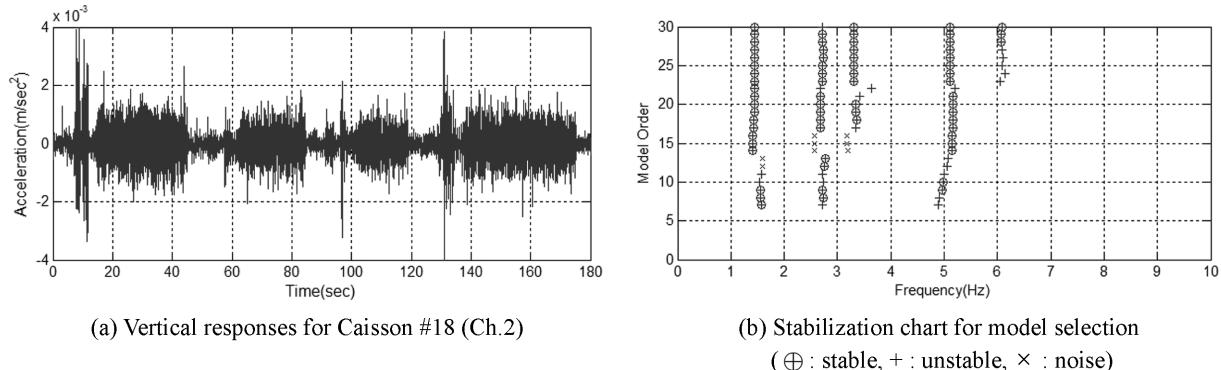
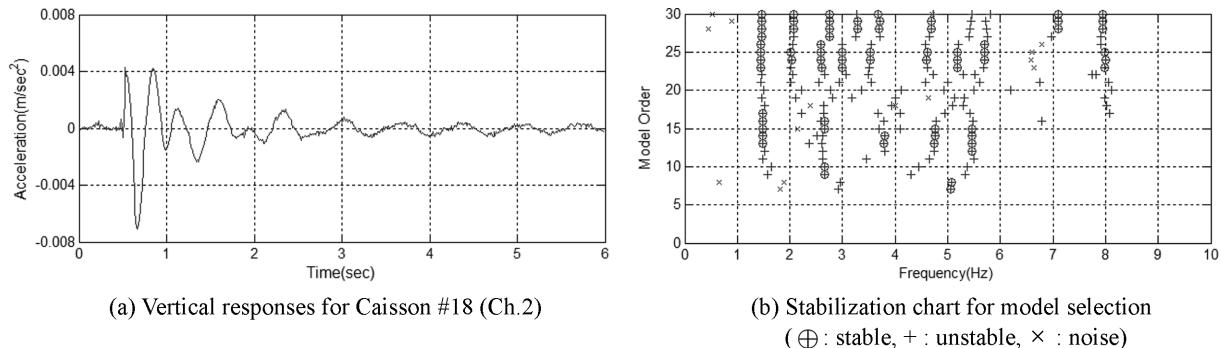
**Fig. 5.** Identified natural frequencies and depth of sand fill (○: FDD, ●: SSI).**Fig. 6.** Identified modal damping ratios and depth of sand fill (○: 1st mode, ●: 2nd mode).

우 Fig. 5에서와 같이 뒤채움(Fig. 9(b))의 Sand Fill 참조) 깊이가 깊을수록 고유주파수가 작게 나타나는 것을 알 수 있다. 이는 곧 뒤채움 깊이가 깊을수록 시스템 전체가 유연해 지는 것을 의미하며, 이는 뒤채움 지반의 강성이 기반암

의 강성보다 작고 따라서 이러한 뒤채움 지반이 깊을수록 전체 시스템이 유연해 지기 때문이다. 한편 Fig. 6은 실험 케이스에 따른 모드감쇠비를 정리한 것으로 모드감쇠비의 경우 케이스에 따라 차이는 있지만 어떠한 경향성을 찾기는 어려운 것으로 판단된다. 다만 일부 케이스를 제외하면 2차 모드의 감쇠비가 1차 모드의 감쇠비보다 큰 것을 알 수 있다. 그리고 일반적인 구조물의 모드감쇠비인 3-5%보다 큰 4-15%의 감쇠비를 가지고 있는 것을 알 수 있는데, 이는 지반이 일반적인 콘크리트나 강재보다는 감쇠비가 크기 때문이며, 또한 한 케이스 주변에 존재하는 유체가 가지고 있는 동수역학적 감쇠가 포함되었기 때문인 것으로 판단된다.

3.3 천단고 변경 이후 구조물에 대한 동특성 분석

한편 아래의 Fig. 7과 Fig. 8은 2011년 실시한 18번 케이스에 대한 진동실험 결과이다. 이 실험에서는 유선 계측 시

**Fig. 7.** Measured responses and stabilization chart for ambient vibration tests.**Fig. 8.** Measured responses and stabilization chart for impact vibration tests.

스템 대신 최근 상용화가 이루어지고 있는 무선 계측 시스템을 사용하였고, 총 7개의 가속도계를 이용하였다. 한편 사용된 가속도계의 계측범위 및 민감도는 각각 $\pm 0.5g$, 10 V/g이며, 샘플링은 100 Hz으로 설정하였다. 그 외의 모든 조건은 2000년도에 실시한 실험과 동일하며, 상시진동을 추가적으로 3분 동안 계측하였다. 상시진동 및 충격진동시험으로부터 구한 구조물의 고유주파수 및 모드감쇠비는 Table 3과 같다.

고유주파수의 경우 상시진동시험 결과를 이용하였을 때, 1.471 Hz, 2.753 Hz로 고유주파수를 구할 수 있었고, 충격진동시험 결과를 이용하였을 때는 1.430 Hz, 2.695 Hz로 구할 수 있어, 충격시험의 경우 1차와 2차 모드의 고유주파수가 각각 2.8%와 2.1% 작게 평가되는 것을 알 수 있다. 이는 상시진동의 경우 매우 작은 외력이 작용하고, 응답 역시 매우 미소한 수준으로 발생하여 하중-변위 관계에서 상대적으로 좀 더 큰 기울기를 갖는 초기 강성효과가 포함된 것이라 판단된다. 이와 유사한 연구결과는 Boroschek 등(2011)의 연구에

서도 찾아 볼 수 있는데, 이들의 연구에서 강제진동시험으로 실시한 긴장 후 완화시험(pull-back test)의 결과가 1.63 Hz, 2.74 Hz로, 상시진동시험 결과인 1.68 Hz, 2.82 Hz에 비하여 각각 2.9%, 2.8% 작게 분석된 바 있다. 따라서 이와 같은 기존 연구사례와 함께 이 연구의 결과를 통하여 강제진동계측에 의한 고유주파수의 경향을 살펴보면 응답 수준이 매우 작은 상시진동시험에 비해서 2-3% 정도 작은 결과를 구할 수 있다는 것을 알 수 있다. 실제 태풍 등의 설계 외력이 작용하는 경우 상시진동시험보다는 강제진동시험에 가까운 하중상태에 놓이게 되므로 상시진동시험 결과를 이용하여 구조물의 상태를 평가하는 것은 역으로 어느 정도의 과대평가 가능성이 있음을 의미하며, 가능하다면 강제진동시험을 수행하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.

한편, 이 결과를 2000년도 결과와 비교하면 다음과 같다 (Table 4 참조). 우선 18번 케이슨에 대한 1차 모드와 2차 모드의 고유주파수는 2000년도 실험에서는 1.494 Hz와 2.743 Hz였으며, 2011년도 진동시험에서는 1.430 Hz와 2.695 Hz

Table 3. Identified natural frequencies after installation of parapet

Modes	Ambient vibration tests		Impact vibration tests	
	Frequency	Damping ratio	Frequency	Damping ratio
1st	1.471	4.536	1.430	2.760
2nd	2.753	6.183	2.695	0.888

Table 4. Change of identified natural frequency after installation of parapet

	1st mode	2nd mode
Before installation (2000) (Hz)	1.493	2.743
After installation (2011) (Hz)	1.430	2.695
Rate of change (%)	-4.30	-1.70

로 분석되었다. 따라서 천단고 증고에 따른 구조 변화는 고 유주파수에 대하여 1.7-4.3% 감소시키는 결과를 가져왔으며, 이는 천단고를 높이기 위하여 추가 설치한 시설물의 질량 효과가 반영된 결과라 할 수 있다.

4. 수치해석에 의한 구조물의 진동 특성 분석

4.1 수치해석 개요

다음 Fig. 9(a)는 천단고를 높인 오륙도 방파제의 단면도이며, Fig. 9(b)는 이를 바탕으로 천단고 변경 후 구조물을 대상으로 한 수치해석 모델이다. 이 모델은 2000년도에 수행한 연구에서 사용된 기준 2차원 수치해석 모델에 외향 측의 추가적인 시설물에 대하여 4절점 평면변형 요소를 적용하여 추가한 것이다. 대상 케이슨인 18번 케이슨의 경우, 뒤채움 깊이가 14.5 m이며, 구조물과 뒤채움 등의 근역지반은 2차원 평면변형 유한요소로 모델링하고, 유체영역은 의사 영 에너지 모드(pseudo zero energy mode)들이 제거된 사변형 4절점 변위형-유체요소를 사용하여 모델링 하였다. 그리고 평행충상 반무한 원역지반은 2차원 동탄성 무한요소를 이용하여 모델링 하였고, 유체영역에서 상류방향으로의 에너지 방사를 위하여 상류방향의 유체영역 경계에 점성 감쇠를 설치하여 유체거동을 모사하였다.

수치해석 모델에 사용된 물성치들은 Table 5에서 정리한 바와 같이, 상자 콘크리트, 케이슨, 콘크리트 블록 및 해수의 물성치는 일반적으로 적용되는 콘크리트 및 해수의 물성치를 사용하였고, 사석과 뒤채움, 반무한 지반의 물성치들은 2000년

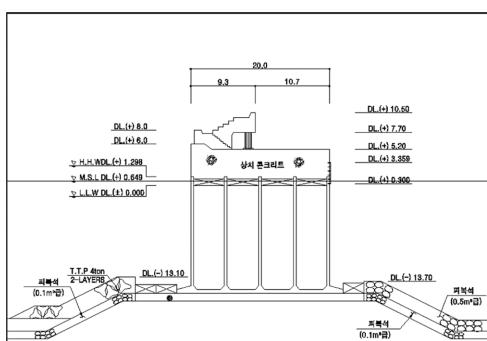
도에 실시한 강제진동시험 결과를 이용하여 추정한 물성치를 사용하였다. 이 물성치들은 2000년도에 실시한 수치해석 모델에 적용된 것과 동일한 값이다.

4.2 해석 결과

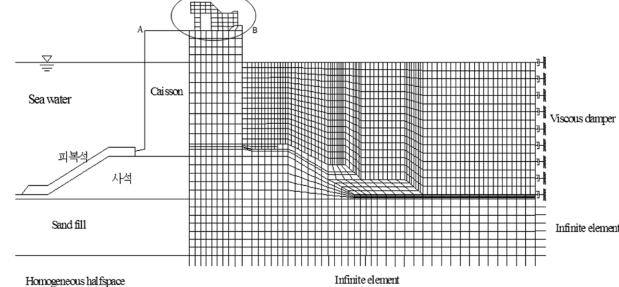
이 연구에서는 2차원 유체-구조물-지반 상호작용을 고려한 2차원 구조물에 대한 강제진동해석을 위해 원자력 발전소 격납구조물, 교량 구조물 등 다양한 구조물에 대하여 성능이 검증된 바 있는 KIESSI(A computer program for soil-structure interaction analysis using finite and infinite element techniques) 프로그램을 이용하였다(양 등, 1994; 김, 1999; 윤 등, 2000; 김 등, 2000; 서 등, 2008). 이 프로그램은 2차원, 축대칭 및 3차원 좌표계에서의 유체, 구조물, 지반, 설비 등의 상호작용을 고려한 해석 프로그램으로, 무한영역에 대해서 파동이론을 접목한 동탄성 무한요소가 장착되었고, 시간 및 주파수 영역 해석이 가능하다. 이 프로그램을 이용하여 천단고를 높힌 방파제에 대한 강제진동해석을 수행하고, 이를 변경 전 구조물에 대한 해석결과와 비교하였으며, 아울러 충돌시험에 의한 진동 특성 분석결과와도 비교하였다.

강제진동해석에서 입력하중은 전 주파수영역에 동일한 단위 하중($1(\omega)$)을 갖는 이상적인 충격하중을 사용하였고, 이를 다음의 식 (18)과 같이 정적 응답($U(0)$)에 대한 동적 응답($U(\omega)$)의 비를 나타낸 복소 주파수응답함수(Frequency Response Function: $H(\omega)$)를 구하였다.

$$H(\omega) = U(\omega)/U(0) \quad (18)$$



(a) Section of breakwater



(b) Model of fluid-structure-soil interaction

Fig. 9. Section of breakwater and numerical modeling of breakwater after installation of parapet.

Table 5. Material properties of caisson and soil for numerical analysis

	Elastic modulus (kN/m^2)	Poisson's ratio	Density ($\times 10^3 \text{ kg}/\text{m}^3$)	Shear wave velocity (m/s)
Cap concrete	2.800×10^7	0.20	2.50	-
Caisson concrete	2.800×10^7	0.20	2.50	-
Sea water	1.967×10^6	0.49	1.02	-
Armor stone	2.800×10^6	0.20	2.00	-
Rubble stone	7.450×10^4	0.40	2.20	-
Sand fill soil	-	0.43	2.00	250.0
Bedrock soil	-	0.45	2.40	400.0

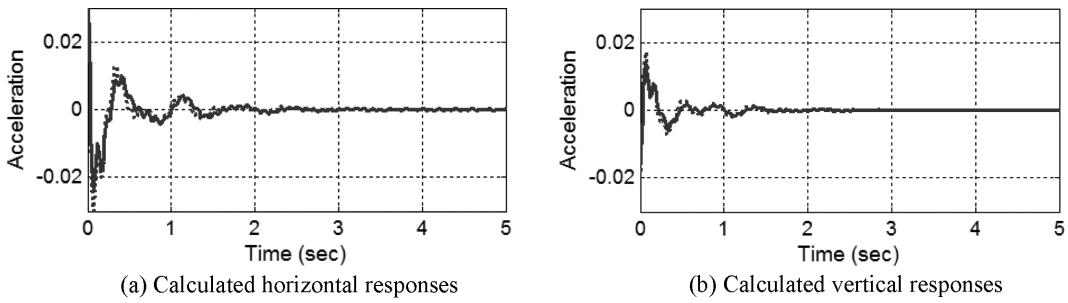


Fig. 10. Impact responses at top of caisson by FSSI analysis (dotted line: before installation, solid line: after installation).

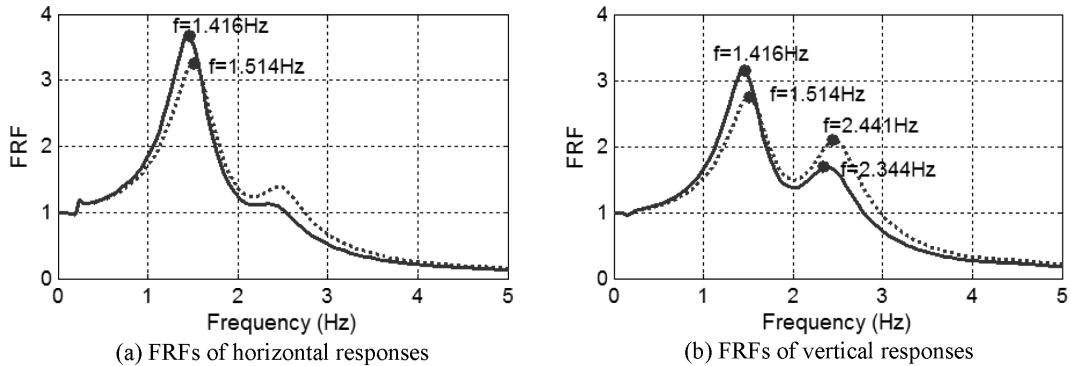


Fig 11. FRFs of responses at top of caisson by FSSI analysis (dotted line: before installation, solid line: after installation).

그리고 수평방향 강제진동의 위치는 내향 쪽 상치콘크리트 상단(Fig. 9(b)의 A 지점)이며, 응답을 산정하는 관심지점은 외향 쪽 상치콘크리트의 상단(Fig. 9(b)의 B 지점)이다. 이 때 계산한 수직과 수평 방향의 주파수응답함수 및 가속도, 속도, 변위 응답을 아래 식으로 산정하였다.

$$\begin{aligned} u(t) &= \mathfrak{I}^{-1}(U(\omega)) \\ \dot{u}(t) &= \mathfrak{I}^{-1}(i\omega U(\omega)) \\ \ddot{u}(t) &= \mathfrak{I}^{-1}(-\omega^2 U(\omega)) \end{aligned} \quad (19)$$

Fig. 10과 Fig. 11은 각각 수치해석에 의한 외향 쪽 상차 콘크리트 상단의 수직 가속도 성분의 응답신호와 이의 주파수응답함수를 제시한 그림이다. 천단고를 높이기 전의 1차와 2차 공진 대역은 각각 1.514 Hz와 2.441 Hz이었으며, 천단고를 높인 후의 공진대역은 각각 1.416 Hz와 2.344 Hz로 분석되었다. 이를 값을 진동시험에 의하여 추정한 고유주파수와 비교하면 다음의 Table 6과 같다. 수치해석 결과와 진동시험 결과를 비교하면 1차 모드의 경우 차이가 1% 내외로 매우 정확

Table 6. Calculated and identified natural frequencies after installation of parapet

	Vibration tests		Numerical analysis	
Mode	1st	2nd	1st	2nd
Before installation (Hz)	1.494	2.743	1.514	2.441
After installation (Hz)	1.430	2.695	1.416	2.344
Change rate (%)	-4.3	-1.7	-6.5	-4.0

확한 반면 2차 모드의 경우 10% 내외의 차이를 보이고 있어 향후 추가적인 모델 개선이 가능함을 알 수 있었다. 한편 천단고 변경 전후의 변화율을 살펴보면 진동시험의 경우 1.7-4.3% 감소하는 것으로 분석된데 비하여 수치해석에서는 4.0-6.5% 감소하는 것으로 분석되었다. 향후 이와 같은 차이에 대한 추가적인 분석이 필요하리라 사료된다.

5. 결 론

오륙도 방파제의 케이슨에 진동시험 및 수치해석을 통하여 케이슨의 진동특성을 분석하였으며, 이를 통하여 진동시험 및 수치해석 모델의 적용가능성을 검증하였다. 천단고를 높이기 이전 계측한 진동시험 자료에 대하여 시간영역 실험모드해석 방법인 추계론적 부공간구명법을 이용하여 고유주파수 등의 진동특성을 보다 정밀하게 분석하였으며, 이를 통하여 케이슨의 뒤채움 깊이가 깊을수록 고유주파수가 감소하는 것을 알 수 있었으며, 이는 뒤채움 지반의 전단과 속도가 작고, 따라서 깊이가 깊을수록 전체 시스템의 연성이 커지기 때문이다.

한편 최근 상시진동시험과 충격진동시험을 다시 수행하여 천단고를 높인 이후의 진동특성을 분석하였으며, 충격진동시험에 의한 고유주파수가 상시진동시험에 의한 고유주파수보다 대략 2-3% 작은 것을 알 수 있었다. 이는 충격진동시험 시 상대적으로 높은 수준의 하중이 작용함에 따라 초기강성 효과가 배제된 지반 거동을 보였기 때문인 것으로 판단하였다. 이와 같은 결과는 기존의 타 연구사례에서도 찾아 볼 수 있는 결과이며, 따라서 설계 하중 등 실제적인 하중 수준

에서의 안전성을 검토하기 위해서는 가급적 충격진동시험 등의 가진시험이 보다 합리적일 것으로 사료된다.

또한 2000년도에 수행한 진동시험 결과보다 2011년도에 수행한 진동시험 결과 고유주파수가 1.7-3.7% 감소한 것을 알 수 있었으며, 이는 천단고를 높이기 위하여 추가적으로 설치한 구조물의 질량 효과 때문인 것을 알 수 있었으며, 수치해석을 통해서도 유사한 경향을 찾아 볼 수 있었다.

이번 연구에서는 비록 상시진동실험 결과가 충격진동시험과 같은 가진시험에 비하여 고유주파수를 2-3% 크게 평가하는 것을 알 수 있으나, 향후에는 이와 같은 차이를 줄이거나 혹은 이를 고려하여 방파제 케이슨에 대한 수치해석 모델을 검증할 수 있을 것으로 사료된다. 또한 이를 통하여 파도 및 지진에 의한 케이슨 구조물의 안정성 등을 현재의 상태를 반영하여 보다 정확하게 평가할 수 있을 것으로 기대된다. 한편, 이와 같은 연구를 확장함으로써 케이슨 방파제 구조물 기초부에서의 세굴 등에 의한 손실 및 이로 인한 활동 및 전도 안정성 감소 그리고 지반지지력 감소 등을 진동 계측에 의하여 할 수 있을 것으로 사료된다. 이러한 진동 계측 방법은 기존의 잠수부에 의한 육안검사를 대체함으로써 손상 평가의 편의성을 높이고, 정량적인 평가가 가능하도록 할 수 있을 것으로 기대된다.

감사의 글

본 연구는 국토해양부와 한국해양과학기술진흥원에서 지원한 “항만시설물 점검용 장비 기술 개발” 과제의 연구비 지원(PM57351)에 의해 수행되었습니다.

참고문헌

- 김두기 (1999). 시간영역에서의 지반-구조물 상호작용해석을 위한 해석적 주파수 종속 무한요소의 개발. 박사학위논문, 한국과학기술원 토목공학과.
- 김재민 (1995). 다중 파동함수를 가진 축대칭 동적 무한요소의 개발 및 이를 이용한 지반구조물 상호작용해석. 박사학위논문, 한국과학기술원 토목공학과.
- 김재민, 윤정방, 김두기 (2000). 유한요소와 무한요소를 이용한 2차원 선형 지반-구조물계의 지진응답해석법. 한국전산구조공학회 논문집, 13(2), 231-244.
- 서춘교 (2007). 지반-구조물 상호작용 해석을 위한 3차원 동적

- 무한요소. 박사학위논문, 한국과학기술원 건설 및 환경공학과.
- 서춘교, 류정수, 김재민 (2008). 동적 무한요소를 이용한 3차원 지반-구조물 상호작용계의 지진응답해석. 한국지진공학회 논문집, 12(6), 55-63.
- 양신추 (1992). 지반-구조물 상호작용 해석을 위한 동적 무한요소의 개발. 박사학위논문, 한국과학기술원 토목공학과.
- 윤정방, 김두기, 김유진, 이종원 (1997). 무한요소를 이용한 층상 지반에 놓인 스트립 기초의 진동해석. 대한토목학회 논문집, 17(I-2), 271-282.
- 윤정방, 장수혁, 김재민, 홍선기 (2000). 이차원 유체-구조물-지반계의 지진응답해석. 한국전산구조공학회 춘계학술발표회 논문집, 289-296.
- 한국해양연구원 (2001). 부산항 오륙도 방파제 정밀계측 및 외곽시설 정밀점검 용역보고서. 부산지방해양수산청, 부산항건설사무소.
- Boroschek, R.L., Baesler H. and Vega, C. (2011). Experimental evaluation of the dynamic properties of a wharf structure. Engineering Structures, 33, 344-356.
- Brinker, R., Zhang, L. and Andersen, P. (2000). Modal identification from ambient response using frequency domain decomposition. Proceedings of 16th International Modal Analysis Conference, 625-630.
- Gao, M., Dai, G. and Yang, J. (1988). Dynamic studies on caisson-type breakwaters. Proceedings of the International Twenty-first Coastal Engineering Conference, 2469-2478.
- Kim, Y-S. and Yun, C-B. (1997). A spurious free four-node displacement-based fluid element for fluid-structure interaction analysis. Engineering Structures, 19(8), 665-678.
- Lamberti, A. and Martinelli, L. (1998). Prototype measurements of the dynamic response of caisson breakwaters. Proceedings of the International Conference on Coastal Engineering, 1972-1985.
- Lysmer, J. and Kuhlemeyer, R.L. (1969). Finite dynamic model for infinite media. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 95, 859-887.
- Oumeraci, H. and Kortenhaus, A. (1994). Analysis of the dynamic response of caisson breakwaters. Coastal Engineering, 22(1-2), 159-183.
- Peeters, B. and De Roeck, G. (1999). Reference-based stochastic subspace identification for output-only modal analysis. Mechanical Systems and Signal Processing, 13(6), 855-878.

원고접수일: 2012년 11월 26일

수정본채택: 2013년 1월 21일

제재확정일: 2013년 1월 28일